

## CENTRO DE RESISTENCIA EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

Roberto Aguiar<sup>(1)</sup>, Silvia Vallejo<sup>(2)</sup>, Gabriela Salazar<sup>(2)</sup>, William Herrera<sup>(2)</sup>,  
Raúl Toscano<sup>(2)</sup>, César Chiluza<sup>(2)</sup>, Galo Rodríguez<sup>(2)</sup> y Myriam Carrera<sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup>Centro de Investigaciones Científicas  
Escuela Politécnica del Ejército  
[raguiar@espe.edu.ec](mailto:raguiar@espe.edu.ec)

<sup>(2)</sup>Carrera de ingeniería Civil  
Escuela Politécnica del Ejército

### RESUMEN

Se presenta el cálculo del Centro de Resistencia en 72 edificios irregulares de hormigón armado de 3, 6 y 9 pisos. La ubicación del Centro de Resistencia se compara con la ubicación del Centro de Masa y con la ubicación del Centro de Rigidez.

Se inicia el artículo presentando el Método Estático Equivalente, el Método Estático de Torsión y una síntesis de la forma como se obtiene la excentricidad de diseño en función de la excentricidad estática y de la excentricidad accidental. Todo esto con el propósito de indicar que existen dos metodologías para resolver el problema de torsión en edificios irregulares, la una en base al Centro de Rigidez y la otra en base al Centro de Resistencia. Con este artículo se inicia la segunda metodología.

### 1. ANTECEDENTES

Uno de los métodos de análisis sísmico para edificios de mediana y baja altura es el Método Estático Equivalente. En efecto, la norma COVENIN 1756-98 (2001) permite su utilización hasta en edificios que no pasen los 10 pisos o los 30 m., de altura. Lo que no toman en cuenta, algunos proyectistas, es la incorporación de los efectos torsionales talvez porque en determinadas normas sísmicas no está especificado en forma clara por este motivo se describe brevemente el Método Estático Equivalente, incluyendo los efectos torsionales y después se plantea la problemática del método, ya que está bastante bien formulado para cuando la estructura trabaja en el rango elástico pero no está bien formulado cuando la estructura trabaja en el rango inelástico y la mayor parte de códigos establecen un sismo de diseño para que la estructura trabaje en el rango inelástico. El procedimiento a seguir, es el siguiente:

1. Se establece el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$ , este es un tema muy complejo que ha sido estudiado por una gran cantidad de investigadores, a nivel mundial, desde Newmark (1962) hasta Chopra (2005). En el Centro de Investigaciones Científicas, CEINCI, de la ESPE se han realizado varias publicaciones al respecto y varias de ellas están recopiladas en Aguiar (2006). No interesa por ahora entrar en este

campo, lo cierto es que con bastante cuidado el proyectista debe determinar el factor  $R$  de acuerdo a la tipología de su estructura.

2. Se encuentra el cortante basal de diseño  $V$  para una determinada dirección de análisis. Para el Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000 se tiene:

$$V = \frac{Z I C}{R \phi_p \phi_e} W \quad (1)$$

$$C = \frac{1.25 S^S}{T}$$

Donde  $Z$  es el factor de zonificación sísmica;  $I$  es el coeficiente de importancia,  $\phi_p$ ,  $\phi_e$  factores que toman en cuenta las irregularidades en planta y elevación;  $W$  es la carga reactiva;  $R$  es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas por comportamiento inelástico de la estructura;  $S$  factor de amplificación por efecto del suelo;  $T$  es el período fundamental de la estructura.

3. Se encuentran las fuerzas horizontales en cada piso  $F_x$ , mediante la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2)$$

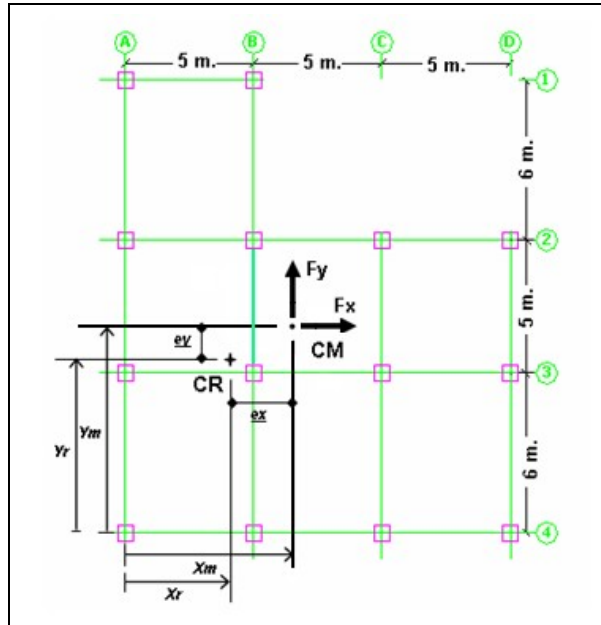
$$F_t = 0.07 T V$$

Siendo  $w_i$  el peso del nivel  $i$ ;  $h_i$  es la altura desde la base hasta el nivel  $i$ ,  $F_t$  es la fuerza en el tope que no debe ser mayor a  $0.25 V$  y puede ser nula cuando  $T \leq 0.7$  s.

4. Se determina el Centro de Masa C.M. y el Centro de Rigidez C.R. de cada una de las plantas. Se define el C.M., como el lugar geométrico en el cual se supone que está concentrada la masa y para el C.R., existen algunas definiciones, la formulada por la norma COVENIN 1756-98 (2001) es como sigue. *El C.R. de un nivel es el punto del nivel donde al aplicar una fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior.*

Para una estructura de un piso es bastante sencillo, calcular el C.R. en base a la rigidez de sus elementos, pero para un edificio de varios pisos ya no es tan sencillo, existen métodos generales para calcular C.R. Villafañe y Crisafulli (1986). La distancia entre el C.M. y el C.R. se denomina **excentricidad estática**.

Para ilustrar lo expuesto en la figura 1, se indica el C.M. y el C.R., en un determinado piso de una estructura. La excentricidad estática se ha definido por  $e_x$ ,  $e_y$ . En la figura 1 se ha indicado además las fuerzas estáticas  $F_x$  que actúa en la dirección X, y la fuerza  $F_y$  que actúa en la dirección Y. Son estas fuerzas las que provocan la torsión con respecto al C.R.



**Figura 1** Ubicación del Centro de Masa y Centro de Rigidez en un piso de una estructura.

- Se halla la excentricidad de diseño  $e_d$  que es igual a la excentricidad estática  $e_s$ , mayorada por un factor de amplificación dinámica más la excentricidad accidental que es función de un porcentaje de la distancia de la planta en la dirección perpendicular a la del análisis sísmico.

$$e_d = \alpha e_s + \beta L \tag{3}$$

$$e_d = \delta e_s - \beta L$$

Donde  $\alpha$  es el factor de amplificación dinámica torsional para la dirección considerada;  $\delta$  factor de control de diseño de la zona más rígida de la planta para la dirección considerada. Los valores de  $\alpha$ ,  $\delta$  varían entre 1.0 y 1.5;  $\beta$  es el porcentaje que varía entre el 5% y 15%,  $L$  es la distancia perpendicular a la dirección del análisis sísmico.

- En cada nivel y se hallan los momentos de torsión  $M_{ti}$  mediante las siguientes ecuaciones.

$$M_{ti} = V_i (\alpha e_{s_i} + \beta L_i) \tag{4}$$

$$M_{ti} = V_i (\delta e_{s_i} - \beta L_i)$$

Donde  $V_i$  es el cortante del piso  $i$ ;  $e_{s_i}$  es la excentricidad estática del piso  $i$ ;  $L_i$  es la distancia perpendicular a la dirección del análisis sísmico en el piso  $i$ .

- Se resuelve un problema estático en el cual solo actúan los momentos de torsión  $M_{ti}$  en cada piso y se hallan las fuerzas laterales que se generan en cada pórtico. Estas fuerzas se obtendrán en valor absoluto.
- Las fuerzas laterales finales en cada pórtico es igual a las fuerzas debidas al efecto de traslación, obtenidas con la ecuación ( 2) más las fuerzas debidas a la torsión.

## 2. SIMPLIFICACIÓN DEL ANÁLISIS

El análisis estático se simplifica notablemente cuando los factores de amplificación dinámica por torsión son iguales a la unidad  $\alpha = \delta = 1$ . **En este caso no es necesario calcular el centro de rigidez y la excentricidad estática, basta con considerar que las fuerzas halladas con la ecuación (2) actúan en el centro de masa, más un momento torsor adicional debido a la torsión accidental.** El CEC-2000 considera que  $\alpha = \delta = 1$

La excentricidad accidental se debe a una serie de hipótesis que se consideran en el análisis sísmico, para simplificar el análisis y que puede llevar a que el C.M., por ejemplo, no esté en el lugar que se ha calculado si no que esté desfasado. Que la longitud de la onda sísmica varíe a lo largo del edificio, que la componente rotacional del sismo sea importante y no se tomó en cuenta. Todas estas omisiones y otras más, conducen a que se mayoran las fuerzas sísmicas halladas con la ecuación (2) por lo que se ha denominado torsión accidental.

Lo importante es tener presente es que las fuerzas laterales que se generan en los pórticos debido a la torsión accidental se deben incrementar a las fuerzas estáticas equivalentes por traslación y que por ningún caso estas fuerzas van a disminuir.

El Uniform Building Code, UBC(1997) y el CEC-2000, incorporan un factor adicional, denominado  $A_x$  para mayorar la torsión accidental en edificios con irregularidades torsionales. De tal manera que el momento de torsión accidental, para estos códigos es:

$$M_{ti} = V_i (0.05 * A_x L_i) \quad (5)$$

$$1.0 \leq A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1.2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2 \leq 3.0$$

Donde  $\delta_{\max}$  es el desplazamiento lateral máximo del piso considerado y  $\delta_{\text{avg}}$  es el desplazamiento promedio en los puntos extremos (pórticos extremos) de la estructura, para el piso considerado. El valor de  $A_x$  tiene que ser mayor a la unidad y menor que 3.

Para encontrar los desplazamientos laterales y poder calcular  $\delta_{\max}$  y  $\delta_{\text{avg}}$  se necesita conocer las fuerzas laterales pero estas se conocen únicamente del efecto de traslación. Por lo tanto  $A_x$  se debe calcular en forma sucesiva empezando con un valor  $A_x = 1$ , para este valor se hallan las fuerzas laterales debidas a torsión accidental y las fuerzas laterales que estas generan. Con las fuerzas laterales de traslación y de torsión se halla un nuevo  $A_x$  y se repite el cálculo hasta lograr una convergencia entre dos valores consecutivos de  $A_x$ .

## 3. PROBLEMÁTICA DEL PROCEDIMIENTO INDICADO

El centro de rigidez, es un parámetro importante que controla los efectos de torsión pero por la forma de cálculo está orientado a estructuras que trabajan en el rango elástico. En efecto se obtiene el baricentro de las rigideces de los pórticos resistentes en base a una sola rigidez de sus elementos pero ante la acción de un sismo severo como el especificado en las normativas sísmicas por su espectro de diseño, se espera que la estructura ingrese al rango no lineal y en este caso se cambia la rigidez de sus elementos y consecuentemente la ubicación del C.R.

El problema de torsión no se está resolviendo con el enfoque indicado en el apartado anterior. Lo que se está haciendo es incrementar la fuerza lateral de los pórticos, lo que conduce a incrementar la resistencia de los pórticos pero el problema de torsión subsiste. Paulay (1996, 1997).

Por este motivo es que Paulay (1997) propone otro enfoque para minimizar los problemas de torsión en edificios basado en controlar la demanda de ductilidad por desplazamientos laterales, en los diferentes pórticos o planos resistentes, disminuyendo la ductilidad global del sistema. Crisafulli (2000).

Este nuevo enfoque se basa en la determinación del **Centro de Resistencia, C.Re. que se define como el baricentro de la resistencia lateral de los pórticos.** En este artículo no se profundiza en el control de la demanda de ductilidad, únicamente se ilustra como se obtiene el C.Res.

#### 4. CENTRO DE RESISTENCIA

El C.Res., tiene validez no solo cuando la estructura trabaja en el rango elástico sino también cuando la estructura trabaja en el rango no lineal. Se propone el siguiente procedimiento para hallar el C.Res.

1. Encontrar la curva de capacidad sísmica resistente, que relaciona el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio  $D_t$  con el cortante basal  $V$ , aplicando la técnica del pushover, descrita en Aguiar (2002, 2003). En la figura 2 se indica esta curva para un determinado pórtico.

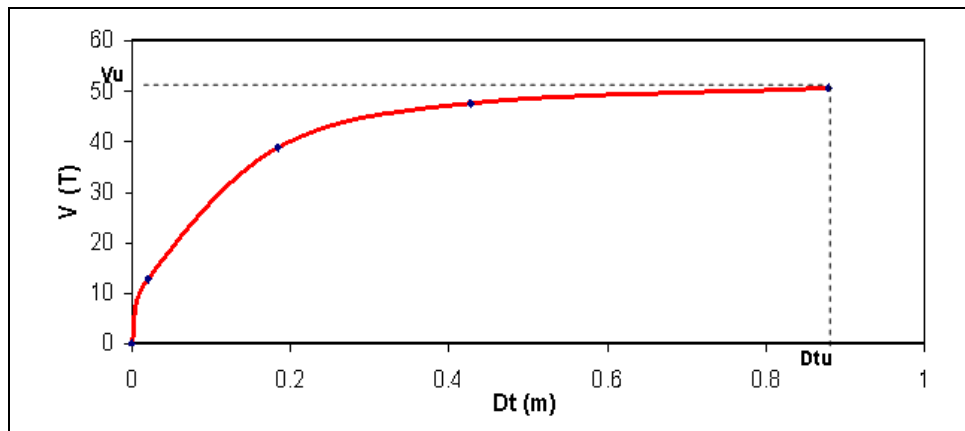


Figura 2 Capacidad Sísmica resistente de un pórtico.

2. Se halla un modelo bilineal de la curva de capacidad sísmica y se determina el punto de fluencia de la estructura, definido por el  $D_{ly}$ ,  $V_y$  y el punto de colapso  $D_{lu}$ ,  $V_u$ , como se aprecia en la figura 3. Se destaca que existen varios criterios para hallar el punto de fluencia, uno de los más utilizados es el de iguales áreas. Aguiar (2002).
3. Se determina un modelo elasto perfectamente plástico del modelo bilineal, para lo cual se define  $V^i$  como la semisuma de los cortantes a nivel de fluencia y de colapso. En la figura 4 se indica el respectivo modelo.

$$V^i = \frac{V_y + V_u}{2} \quad (6)$$

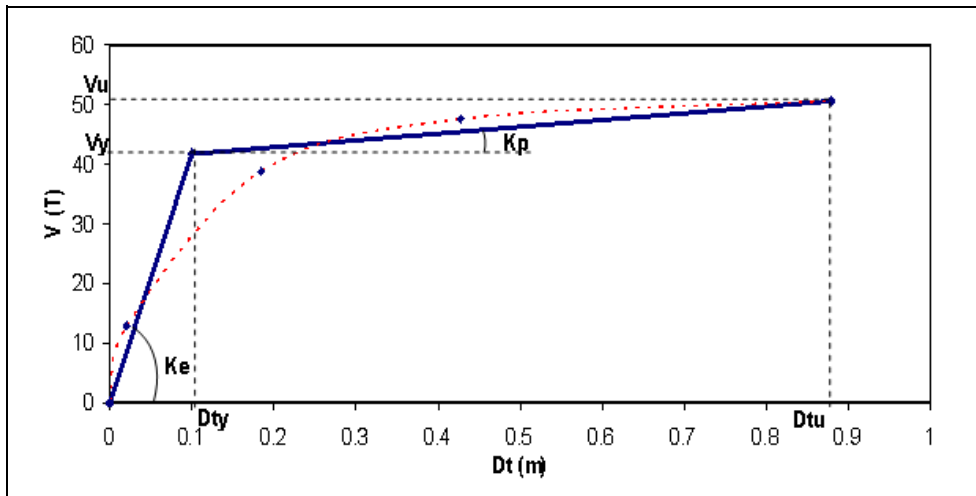


Figura 3 Modelo Bilineal de la curva de capacidad sísmica.

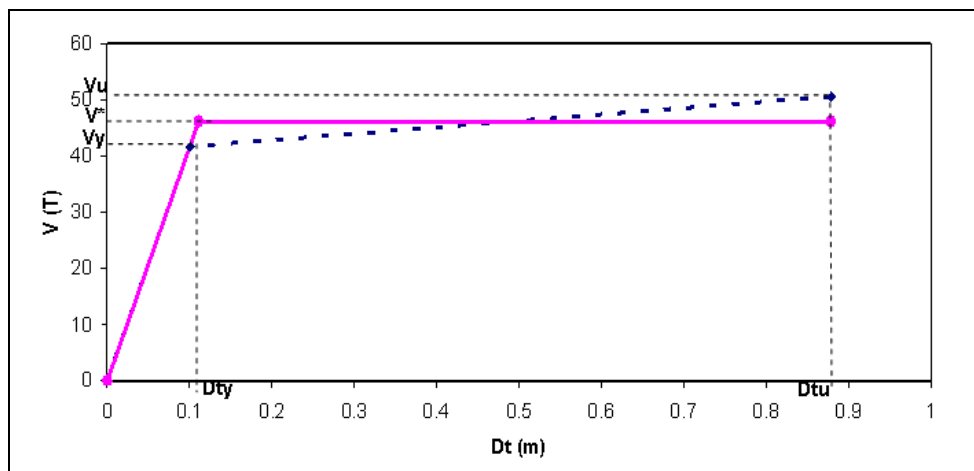


Figura 4 Modelo Elasto perfectamente plástico de la curva de capacidad sísmica.

- En base a  $V^i$  se determina las coordenadas C. Res., por equilibrio de fuerzas y momentos. El cortante  $V^i$  se aplica como una fuerza estática en el pórtico. En la figura 5 se ilustra con un ejemplo el cálculo del C.Res, que está definido por las coordenadas  $X_R$ ,  $Y_R$ .

Se ha colocado todas las capacidades al corte de los pórticos, pero el cálculo se realiza por etapas, en primer lugar se colocan todos los cortantes en sentido X, se efectúa el equilibrio de fuerzas en ese sentido y se encuentra la resultante de 159.022 T. Luego por equilibrio de momentos se halla la distancia  $Y_R$ . Después se colocan los cortantes en el otro sentido, se realiza el equilibrio de fuerzas y se obtiene 156.876 T. Del equilibrio de momentos se determina  $X_R$ .

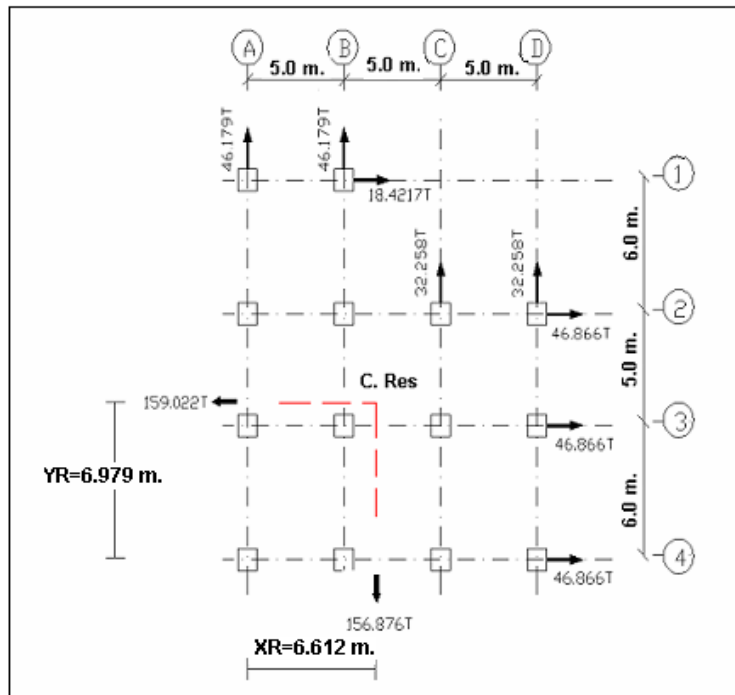


Figura 5 Determinación de las coordenadas del Centro de Resistencia.

## 5. ESTRUCTURAS DE ANÁLISIS

Se analizan 2 edificios de tres pisos, las dimensiones de las columnas y vigas de uno de ellos, son pequeñas, razón por la cual se le denomina edificio flexible y al otro que tiene dimensiones mayores se le llama edificio rígido. De igual manera se analizan 2 edificios de 6 pisos y 2 de 9 pisos. En total 6 edificios, para cada uno de estos edificios se considera 12 casos de armadura longitudinal, en todos los casos los estribos de vigas y columnas son de 8 mm., de diámetro y están espaciados cada 10 y 20 cm.

En las tablas 1 y 2 se indican las dimensiones de las columnas de los edificios flexibles y rígidos; en la 3 y 4 de las vigas, en el mismo orden; en la 5 y 6 las cargas consideradas para el análisis, y en la tabla 7 los casos de la armadura longitudinal de vigas y columnas. En total se tienen 72 edificios analizados.

Tabla 1 Dimensiones de columnas en edificios flexibles.

Edificio-Pisos	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	40/40	40/40	35/35						
6	50/50	50/50	45/45	45/45	40/40	40/40			
9	70/70	70/70	65/65	65/65	60/60	60/60	55/55	55/55	50/50

Tabla 2 Dimensiones de columnas en edificios rígidos.

Edificio-Pisos	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	60/60	60/60	55/55						
6	80/80	80/80	75/75	75/75	70/70	70/70			
9	100/100	100/100	95/95	95/95	90/90	90/90	85/85	85/85	80/80

Tabla 3 Dimensiones de vigas en edificios flexibles.

Edificio-Pisos	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	40/35	40/35	40/30						
6	45/35	45/35	40/35	40/35	40/30	40/30			
9	60/40	60/40	60/35	60/35	60/35	60/35	55/35	55/35	50/30

Tabla 4 Dimensiones de vigas en edificios rígidos

Edificio-Pisos	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	40/60	40/60	40/50						
6	60/60	60/60	60/55	60/55	60/50	60/50			
9	80/70	80/70	80/65	80/65	70/65	70/65	70/60	70/60	70/60

Tabla 5 Cargas consideradas en edificios flexibles.

Edificio-Pisos	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	700	650	600						
6	900	850	800	750	700	650			
9	1200	1150	1100	1050	1000	950	900	850	800

Tabla 6 Cargas consideradas en edificios rígidos.

Edificio-Pisos	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	800	750	700						
6	1200	1150	1100	1050	1000	950			
9	1500	1450	1400	1350	1300	1250	1200	1150	1100

Tabla 7 Armadura longitudinal considerada en el estudio.

Caso	Cuantía de columna $\rho$ en %	Cuantía de armadura inferior de viga $\rho$ en %	Cuantía de la armadura superior de viga $\rho$ en %
1	1.0	0.50	0.75
2	1.0	0.75	1.00
3	1.0	1.00	1.25
4	1.0	1.25	1.50
5	1.5	0.50	0.75
6	1.5	0.75	1.00
7	1.5	1.00	1.25
8	1.5	1.25	1.50
9	2.0	0.50	0.75
10	2.0	0.75	1.00
11	2.0	1.00	1.25
12	2.0	1.25	1.50

La altura de piso de los edificios considerados flexibles es de 3.0 m., y la de los edificios rígidos 3.5 m. En la figura 6 se indica las áreas tributarias con las cuales se obtuvo la masa de cada uno de los pórticos, para hallar la capacidad sísmica resistente.

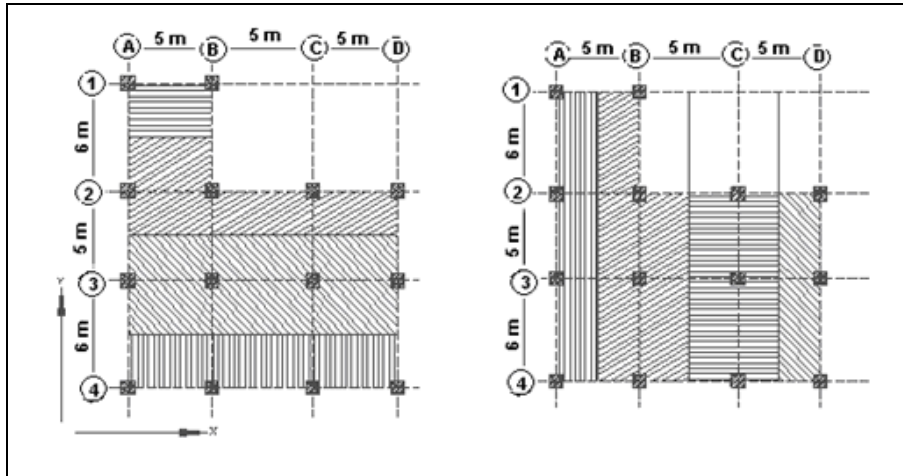


Figura 6 Áreas cooperantes para hallar la capacidad sísmica resistente de los pórticos.

## 6. RESULTADOS DEL CENTRO DE RESISTENCIA

### 6.1 Edificios Flexibles

En el edificio de 9 pisos, el Centro de Masas tiene las siguientes coordenadas, medidas con relación al eje A-4. Todos los edificios analizados tienen el mismo C.M., debido a que la configuración en planta es la misma.

$$X_{CM} = 6.73 \text{ m.} \quad Y_{CM} = 6.80 \text{ m.}$$

Las coordenadas del Centro de Rigidez, del edificio de 9 pisos, se considera igual en todos los pisos y es la siguiente.

$$X_{CR} = 6.786 \text{ m.} \quad Y_{CR} = 7.286 \text{ m.}$$

En la tabla 8 se indican las coordenadas del Centro de Resistencia del edificio de nuevo pisos, para cada uno de los 12 casos de armadura longitudinal de vigas y columnas. Nótese que la ubicación del C.Res., varía muy poco. En forma general se puede decir que varía en el segundo dígito.

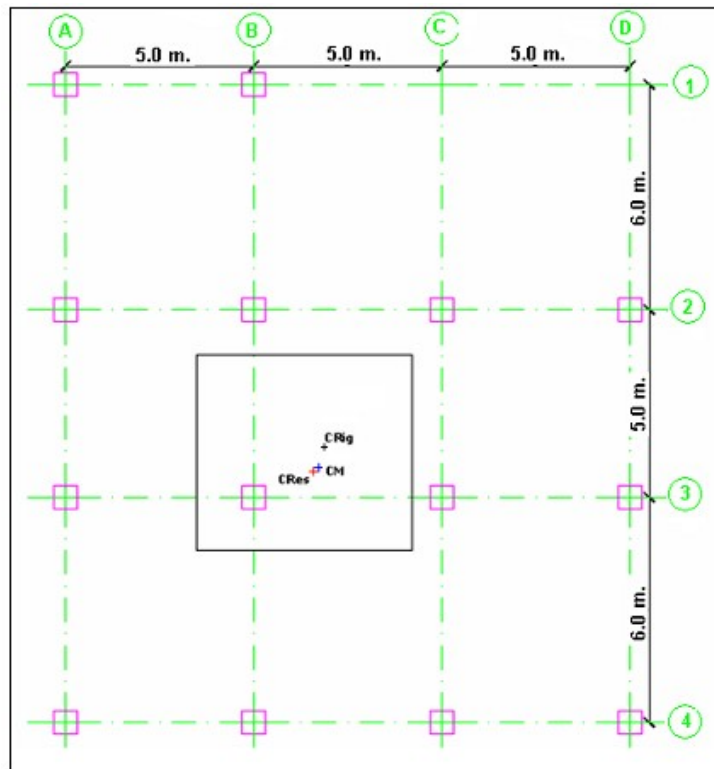
Pero lo que si varía en forma más significativa es la ubicación del C.R. En efecto este centro se halla más alejado del C.Res. con relación al C.M.

No se cuestiona la ubicación del C.R. o del C. Res. Lo que se plantea es que no todos los pórticos van a desarrollar la misma demanda de ductilidad, habrá pórticos que desarrollen menores demandas de ductilidad lo que implica disminuir la demanda global del edificio. Este cálculo se lo obtiene siguiendo la metodología de Park (1996, 1997). En este artículo únicamente se perseguía es presentar un procedimiento para hallar el C.Res.

Tabla 8 Coordenadas del Centro de Resistencia del edificio de 9 pisos.

CASO	$X_{CRESIS}$	$Y_{CRESIS}$	$e_x$	$e_y$
1	6,6126	6,9796	0,1182	0,1719
2	6,6268	6,9345	0,1039	0,1268
3	6,6020	6,9526	0,1287	0,1449
4	6,5894	6,9399	0,1414	0,1322
5	6,6073	6,9987	0,1234	0,1910
6	6,6439	6,9528	0,0868	0,1451
7	6,6049	6,9531	0,1259	0,1454
8	6,6001	6,9395	0,1307	0,1318
9	6,6285	6,9881	0,1023	0,1804
10	6,6202	6,9610	0,1106	0,1533
11	6,6007	6,9714	0,1301	0,1637
12	6,6106	6,9640	0,1201	0,1563

En la figura 7 se presenta la ubicación del C.M., C.R., y del C. Res. En el edificio de 6 pisos, con un comportamiento similar al obtenido en el edificio de 9 pisos.



**Figura 7** Centro de Masa, Centro de Rigidez y Centro de Resistencia en edificio de 6 pisos

En la tabla 9 se presentan la ubicación del Centro de Resistencia en los edificios flexibles de 3 y 6 pisos. En la tabla 10 se presentan los resultados hallados en los edificios flexibles de 3, 6 y 9 pisos. En todos los casos se aprecia que el C.Res., varía ligeramente en función de la armadura longitudinal.

**Tabla 9** Centro de Resistencia en edificios flexibles de 6 pisos y de 3 pisos

Caso	6 Pisos		3 Pisos	
	X <sub>CRES</sub>	Y <sub>CRES</sub>	X <sub>CRES</sub>	Y <sub>CRES</sub>
1	6.617	6.693	6.764	7.139
2	6.627	6.714	6.889	7.133
3	6.603	6.682	6.880	7.139
4	6.525	6.646	7.001	7.137
5	6.638	6.695	6.785	7.278
6	6.641	6.671	6.779	7.265
7	6.615	6.657	6.812	7.178
8	6.568	6.684	6.779	7.299
9	6.615	6.675	6.779	7.273
10	6.633	6.674	6.762	7.285
11	6.615	6.660	6.790	7.215
12	6.607	6.676	6.812	7.307

**Tabla 10** Centro de Resistencia en edificios rígidos de 3, 6 y 9 Pisos.

Caso	3 Pisos		6 Pisos		9 Pisos	
	X <sub>CRES</sub>	Y <sub>CRES</sub>	X <sub>CRES</sub>	Y <sub>CRES</sub>	X <sub>CRES</sub>	Y <sub>CRES</sub>
1	6,98	6,99	6,557	6,932	6,703	6,788
2	6,99	7,00	6,573	6,939	6,712	6,836
3	6,96	6,97	6,550	6,941	6,729	6,874
4	7,03	7,04	6,663	7,025	6,72	6,835
5	6,97	6,97	6,571	6,959	6,735	6,797
6	6,98	6,98	6,553	6,936	6,742	6,811
7	6,98	6,98	6,554	6,915	6,729	6,794
8	6,97	6,98	6,574	6,947	6,724	6,771
9	6,95	6,95	6,590	6,982	6,725	6,892
10	6,98	6,98	6,564	6,956	6,762	6,799
11	6,98	6,98	6,614	6,950	6,723	6,801
12	6,92	6,92	6,639	6,953	6,724	6,791

## 7. CONCLUSIONES

Existen dos formas de tratar el problema de la torsión en edificios irregulares, el primero en función del centro de rigidez y el segundo en función del centro de resistencia. La primera forma es la que se ha venido trabajando y consiste en incrementar la resistencia lateral de los pórticos.

La segunda forma a través del centro de resistencia tiene como objetivo encontrar la verdadera demanda de ductilidad de los pórticos y consecuentemente encontrar la demanda de ductilidad global. En este artículo se propone una forma de hallar el centro de resistencia y se han resuelto 72 edificios con la misma distribución en planta. Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- La ubicación del centro de resistencia varía muy poco en relación al armado que tiene la estructura. Se destaca que la armadura de todos los elementos se incrementó en forma proporcional.

- En la ubicación del Centro de Resistencia se toma en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura. Lo que no sucede con la ubicación del Centro de Rigidez que tiene su validez en el rango elástico.
- Se ha propuesto una metodología para el cálculo del centro de resistencia en base a la curva de capacidad sísmica resistente de los pórticos. Se espera haber aportado al estudio de la Torsión en edificios irregulares.

## REFERENCIAS

1. Aguiar R., (2006), *Deriva máxima de piso y curvas de fragilidad en edificios de hormigón armado*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 188 p., Quito.
2. Chopra A., (2005) "Estimating seismic demands for performance-based engineering of buildings", *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. IX Jornadas*, 34 p Concepción, Chile.
3. Crisafulli F., y Fornica R., (2000), "Efectos de torsión en el diseño sísmo resistente de estructuras. Una revisión crítica", *Segundo congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica*, 10 p, Madrid, España.
4. Newmark N. (1962), *An evaluation of scaling methods for earthquake response spectra*, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, Department of Civil Engineering, University of Illinois, **449**, Urbana, Illinois.
5. Paulay T., (1996), "Seismic design for torsional response of ductile buildings", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, **29 (3)**, 178-198.
6. Paulay T., (1997), "Seismic torsional effects on ductile structural wall systems". *Journal of the Earthquake Engineering*, 1 (4).
7. Villafañe E., Crisafulli F., (1986), "Sobre la introducción de las normas antisísmicas para el análisis de la torsión en modelos tridimensionales de edificios", *VI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Tomo II*, 421-433, Buenos Aires.